Committente:

PROVINCIA DI SAVONA

Settore Gestione della Viabilità, Edilizia ed ambiente

Oggetto:

Evento alluvionale del 26 dicembre 2013
S.P.31 "Urbe - Pianpaludo - La Carta"
Lavori di consolidamento strutturale del ponte con risanamento e ricostruzione delle parti ammalorate nonchè delle fondazioni al km 5+834

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

SCALA: -

Identificazione elaborato	Ambito		Tipologia		Commessa	n° elaborato	
E1PE144719A02	E	1	P	D	1447/19	A	02

Dati Progettisti / Consulenti

Ing. Geol. Luigi MARENCO
GEO engineering S.r.l.
Iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Alessandria n° 1242
Ordine Geologi Piemonte n° 435

Rev.	Redatto	Verificato	Validato	Data	Timbri e Firme
1	Geol. N. Quaranta	Ing. M. Tuberga	Ing. L. Marenco	02/2019	

Il Responsabile del procedimento:	FIRMA

Sede e Uffici: Corso Unione Sovietica n. 560 - 10135 Torino
tel. 0113913194 Fax 0113470903 e-mail: info@geoengineering.torino.it
Iscrizione Tribunale Torino: 2080/87 C.C.I.A.A. di Torino: n.698052
Cod. Fisc. n. P. IVA: 05271990011

N° 948 UNITER CERTIFIED QUALITY MANAGEMENT SYSTEM ISO 9001

INDICE

1 PREMESSA ... 1
2 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO ... 2
3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO ... 3
4 ASSETTO GEOMORFOLOGICO ... 9
5 INDAGINI GEOGNOSTICHE E SISMICHE ... 14
5.1 Sondaggi geognostici ... 14
5.2 Prove geotecniche in sito ... 15
5.2.1 Prove penetrometriche dinamiche in foro (SPT) ... 15
5.3 Prove geotecniche di laboratorio ... 16
5.4 Indagine sismica con metodologia MASW ... 17
6 RILEVAMENTO GEOLOGICO DI DETTAGLIO ... 20
7 ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO LOCALE ... 23
8 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE ... 24
8.1 Definizione delle unità geotecniche ... 24
8.2 Unità I – Coltre di copertura ... 25
8.3 Unità II – Substrato roccioso metamorfico ... 26
8.3.1 Criterio di rottura di Hoek e Brown (2002) ... 28
9 ASPETTI SISMICI ... 33
9.1 Intensità macrosimica e sismicità storica dell'area ... 33
9.2 Pericolosità sismica dell'area di intervento ... 35
9.2.1 Aspetti normativi ... 35
9.2.2 Periodo di riferimento per l'azione sismica ... 36
9.2.3 Pericolosità sismica di base ... 37
9.2.4 Effetti di sito ... 40
9.2.4.1 Categoria di sottosuolo ... 41
9.2.4.2 Condizioni topografiche ... 41
9.2.5 Azione sismica di riferimento ... 42

1 PREMESSA

La presente relazione geologica, geotecnica e sismica si riferisce al Progetto Definitivo relativo ai lavori di consolidamento strutturale con risanamento e ricostruzione delle parti ammalorate nonche' delle fondazioni del ponte sulla S.P. n. 31 “Urbe – Pianpaludo – La Carta” al km 5+834.

Le analisi di approfondimento svolte nell’ambito degli studi relativi alla fase di progettazione definitiva hanno indirizzato l’attività progettuale, in origine prevista per il consolidamento del manufatto esistente, verso un intervento più radicale volto alla ricostruzione del manufatto in posizione poco discosta rispetto all’attuale e con minima variazione planimetrica del tracciato della SP 31

La relazione è supportata, oltre che dai risultati della campagna di indagini e prove condotte, da un rilievo geologico di dettaglio in sito e da un’analisi della bibliografia e cartografia specialistica di settore.

2 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Il ponte di Veirera (Rio della Stoggia nella Cartografia Tecnica della Regione Liguria) ricade nel punto di coordinate del sistema di riferimento regionale UTM WGS 84 UTM Zona 32 N (codifica EPSG 32632) a:

Est 465754

Nord 4922499

ad una quota di circa 860 m s.l.m.

Si riporta nel seguito una ripresa aereofotografica della collocazione del manufatto di attraversamento e di un intorno significativo del territorio del comune di Sassello al confine con Urbe (tra Veirera e Piampaludo).

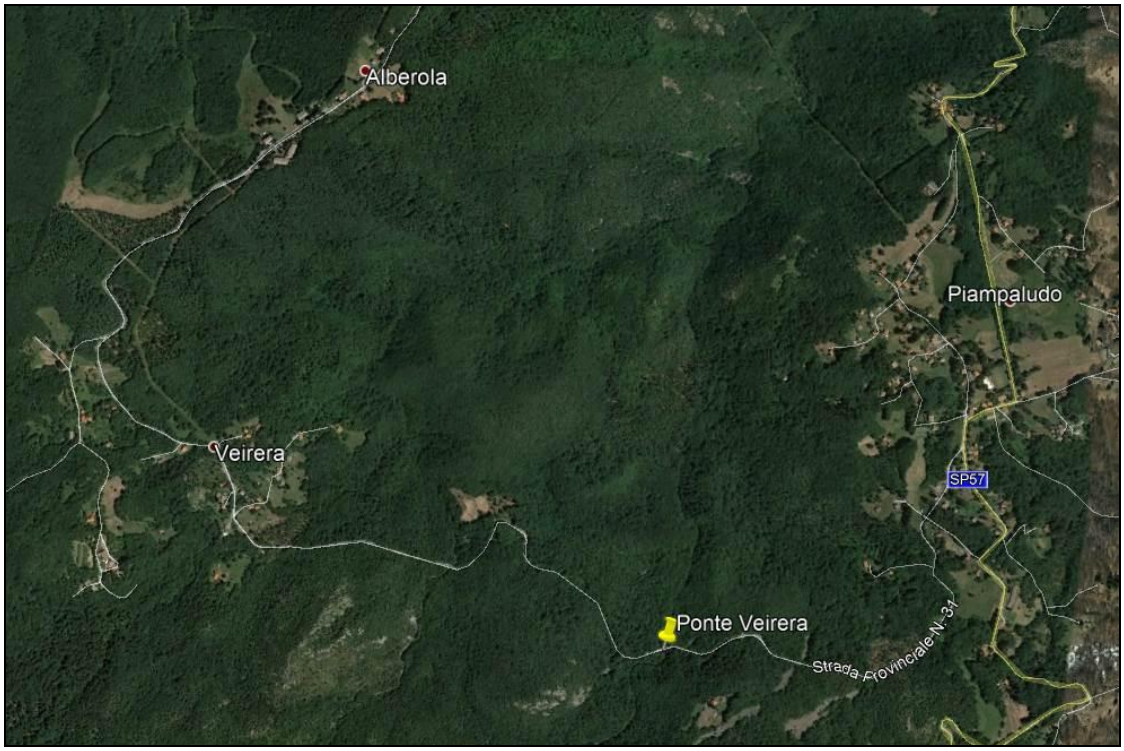


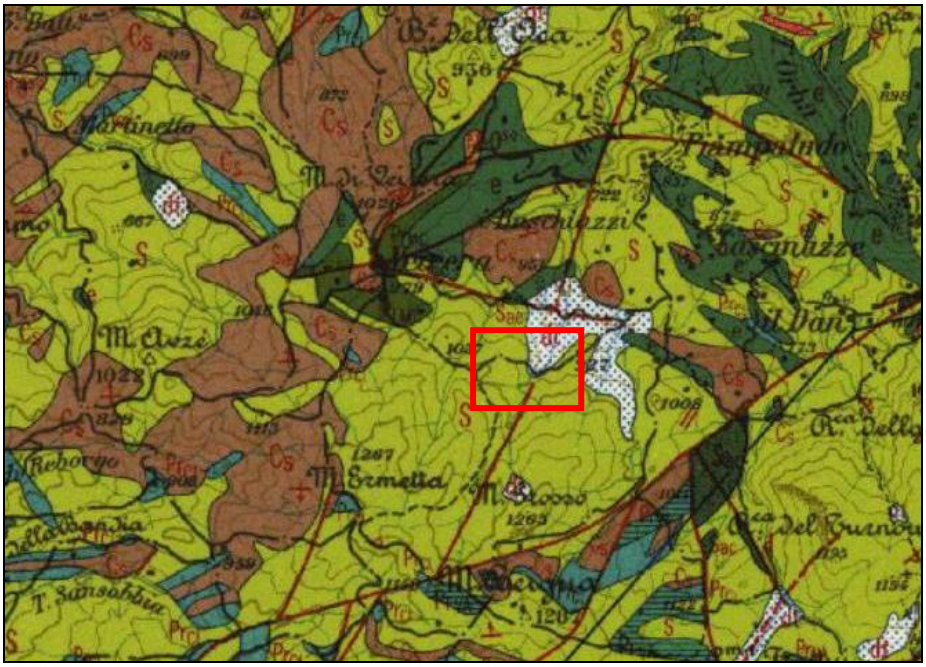
Figura 1: Ripresa aereofotografica di ubicazione del manufatto di attraversamento stradale e dell'intorno significativo.

Come è possibile riconoscere dalla ripresa aereofotografica, l'opera è situata circa 1,3 km ad Sud-Est della località Veirera, frazione del comune di Sassello, posizionata circa 1 km a Sud della stazione sciistica dell'Alberola.

La sezione della Carta Tecnica Regionale della Liguria in scala 1:5.000 è la n°212110

3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Si riporta nel seguito uno stralcio della Carta Geologica in scala 1:100.000 – Foglio 82 Genova, con evidenziazione della zona dove si colloca il manufatto di attraversamento.



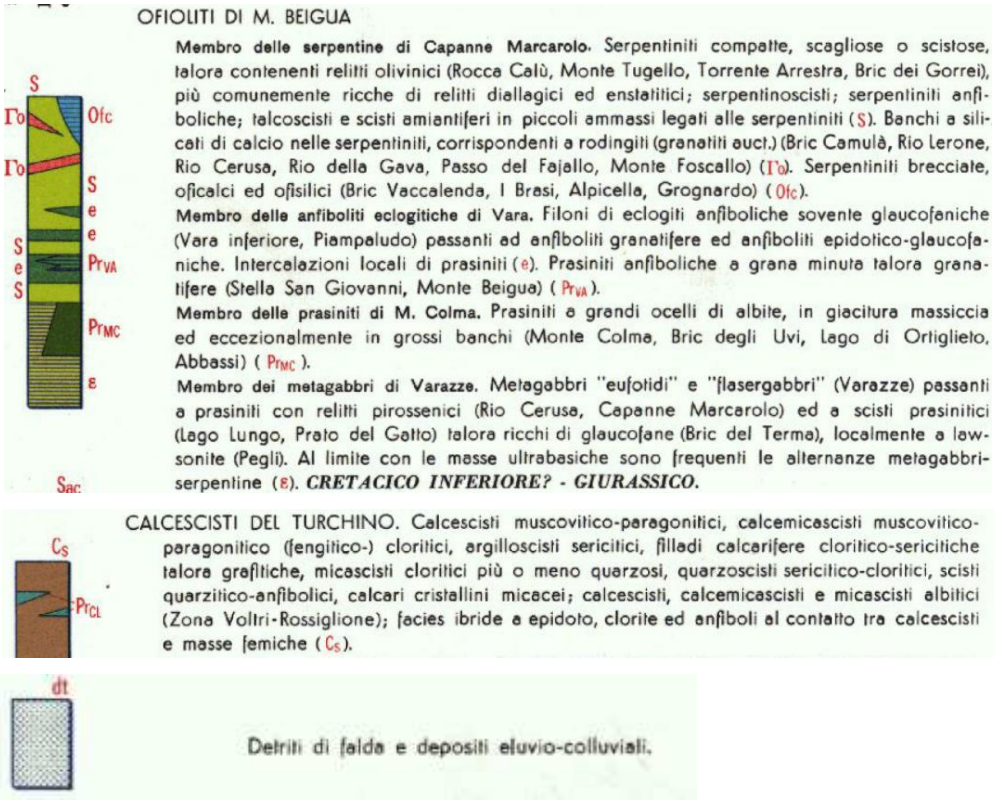


Figura 2: Carta Geologica in scala 1:100.000 – Foglio 82 Genova, e relativa legenda, con riquadro sul settore di interesse.

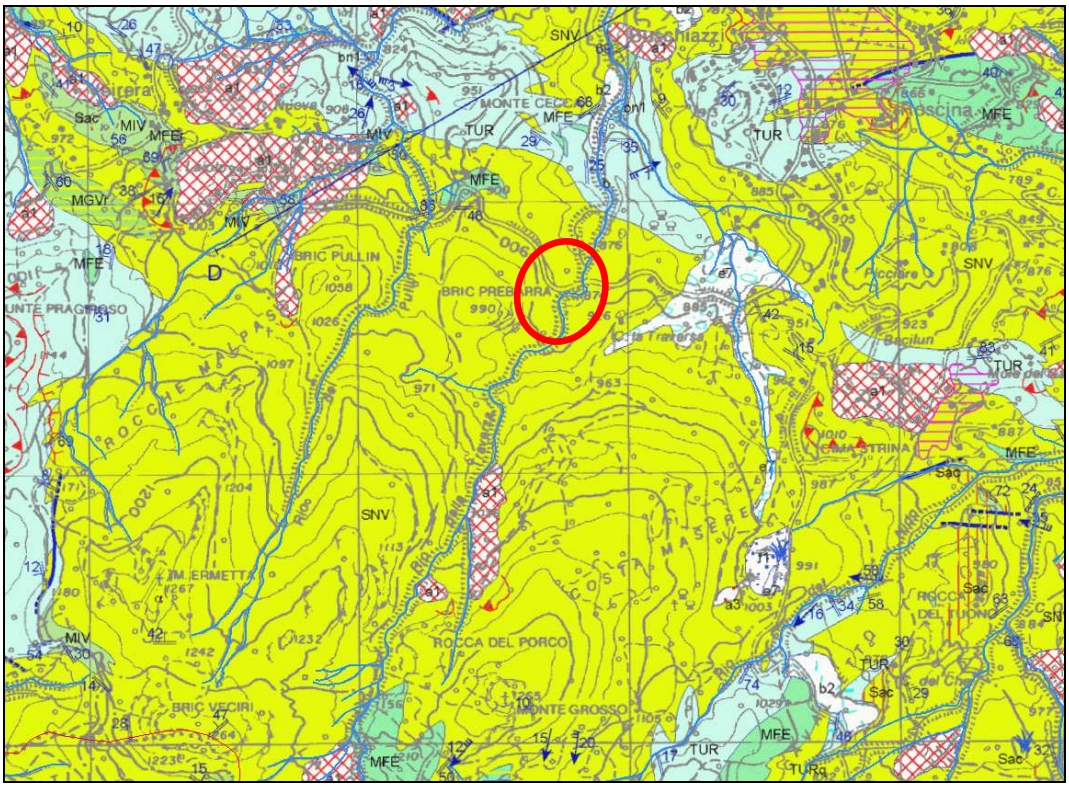
In corrispondenza del manufatto di attraversamento, la cartografia geologica ufficiale riporta la presenza dei seguenti litotipi:

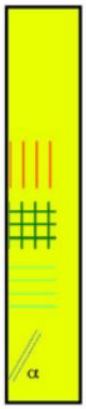
- Anfiboliti eclogitiche del gruppo di Vara
- Serpentiniti, pertinenti al Gruppo dei Calcescisti con Pietre Verdi di Voltri
- Calcescisti del Turchino

Si tratta nel complesso di rocce con scarso grado di permeabilità secondaria, per fratturazione.

Da un punto di vista della ricostruzione strutturale, si osserva che il corso d'acqua in esame risulterebbe impostato in corrispondenza di una faglia con direzione da SSW-NNE, intersecata più a valle da una faglia con direzione circa ortogonale, passante per Veirera. La faglia sub-parallela al rio prosegue più a Nord, lungo l'asse vallivo dell'Orbarina, affluente in sinistra idrografica del T.Orba presso Urbe San Pietro.

Nella cartografia geologica della Regione Liguria, consultabile sul Geoportale Regionale, la zona in esame ricade nel Foglio 212 Spigno Monferrato - sc. 1:50.000 della Carta Geologica Regionale (CGR) ed è caratterizzata dalla presenza di litotipi afferenti ai “Serpentinoscisti antigoritici del Bric del Dente”, come è possibile rilevare dalla figura seguente con la relativa legenda.





serpentinoscisti antigoritici del Bric del Dente

SNV Serpentiniti e serpentinoscisti ad antigorite + magnetite ± clorite ± olivina ± diopside ± tremolite ± ankerite ± Ti-clinohumite. Sono localmente presenti lizardite e crisotilo (talora in varietà fibrose) come costituenti delle rocce e, più frequentemente, in vene. Sono presenti scistosità legate a diverse generazioni di deformazioni.
GIURASSICO MEDIO? - GIURASSICO SUP.?

Sac Livelli da centimetrici a metrici di cloritoscisti, scisti actinolitici, scisti a clorite + actinolite ± talco, comunemente al contatto tra ultramafiti - metabasiti e ultramafiti – metasedimenti.

SNV_o Oficalciti metamorfiche costituite da elementi serpentinitici di dimensioni variabili da centimetriche a metriche, con livelli e vene a carbonati. Gli elementi serpentinitici localmente preservano relitti tessiturali della peridotite originaria e sono tagliate da vene centimetriche a serpentino.

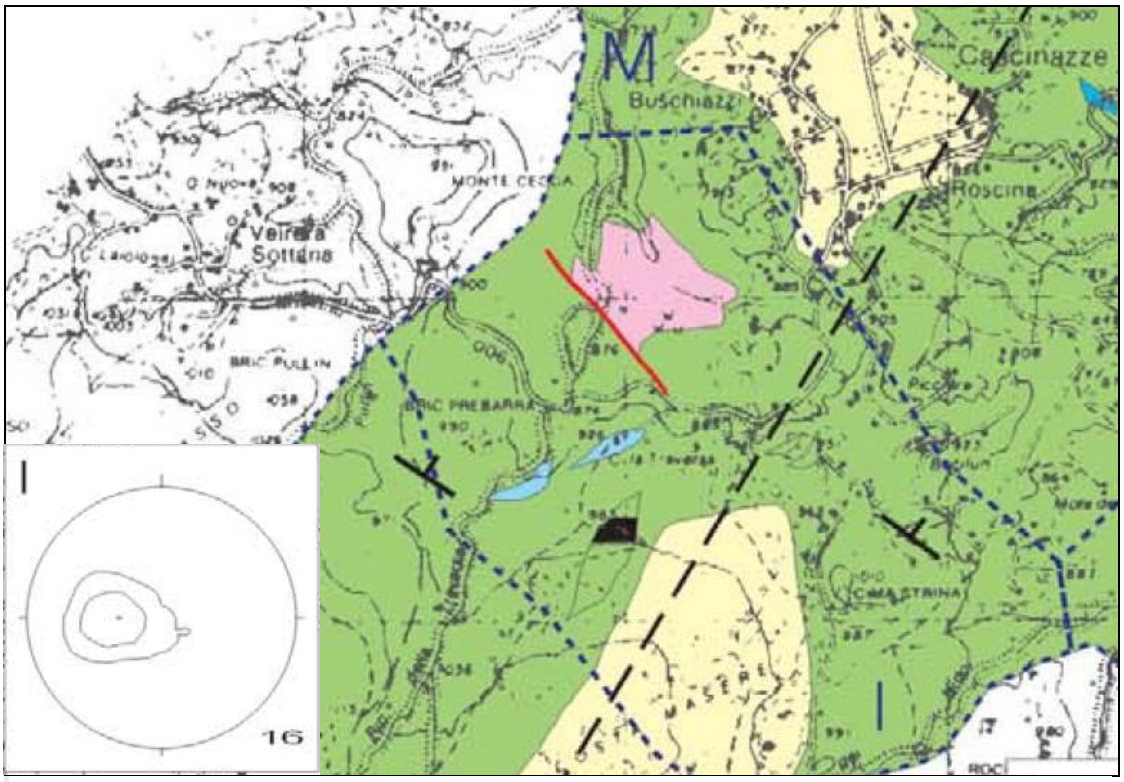
SNV_t Litofacies a relitti strutturali delle originarie peridotiti

Metarodingiti a grossularia, diopside, titanite, ilmenite, clorite, magnetite, apatite, epidoto ± vesuviana ± augite, con spessore da metrico a plurimetrico e livelli centimetrici a Ti-clinohumite, Ti-chondrodite, ilmenite, clorite, magnetite, diopside, apatite, augite. La derivazione da originari dicchi Fe-gabbrici o più raramente da filoni basaltici è talvolta ben riconoscibile.

Figura 3: Carta Geologica in scala 1:50.000 – Foglio 212 Spigno Monferrato (fonte: Regione Liguria - Visualizzatore tecnico)

Dalla consultazione della bibliografia specialistica di settore è emersa la presenza di ulteriori pubblicazioni scientifiche corredate di elaborati cartografici di dettaglio.

Tra queste si cita, in quanto strettamente pertinente la zona di interesse, “Geological map of Beigua-Alpicella Unit” (G.Rebay, S.Tallone, D. D'Antonio, M.Scambelluri, A. Bistacchi, B. Messiga, G. Gosso); vengono riportate nel seguito uno stralcio della carta geologica-strutturale relativa alla zona di interesse con la relativa legenda e il profilo geologico interpretativo, passante per la traccia indicata nella carta suddetta.



a
b

Serpentinised ultramafics (a), usually extremely foliated, containing metric to decametric less deformed lenses preserving mantle tectonitic textures with clinopyroxene relics or cumulitic textures with olivine relics. Eclogite-facies serpentinites with metamorphic brownish olivine (b), either as radial aggregates overprinting massive serpentinites or as an older foliation, or defining a high pressure foliation crosscutting an earlier serpentine pre-eclogitic foliation, or, together with titan-clinohumite, in veins that cut serpentine foliation.

a
b
c
d

Metabasites deriving both from gabbroic rocks (relics of textures and of clinopyroxene) and from basalts. Eclogite-facies metabasites, with garnet and omphacite (a), usually with centimetric to decimetric bands defined by blue amphibole; b) amphibolite- or greenschist-facies amphibole metabasites with garnet relics; c) greenschist-facies chlorite/albite rocks (prasinites); d) rodingites, sometimes deriving from gabbroic dykes within the serpentinites.

Metasediments: calcschists, marbles and quartzites interbedded with mafic levels deriving from metabasites and ultramafites. They are multifoliated and pervasively reequilibrated under green schist facies conditions (white mica, chlorite, albite, quartz and carbonates in carbonatic portions, tremolite, epidote and albite in the mafic portions, white mica, chlorite, plagioclase, quartz + biotite in pelitic layers). Relics of garnet, white mica with high celadonite content or chloritoid are found in the less deformed domains.

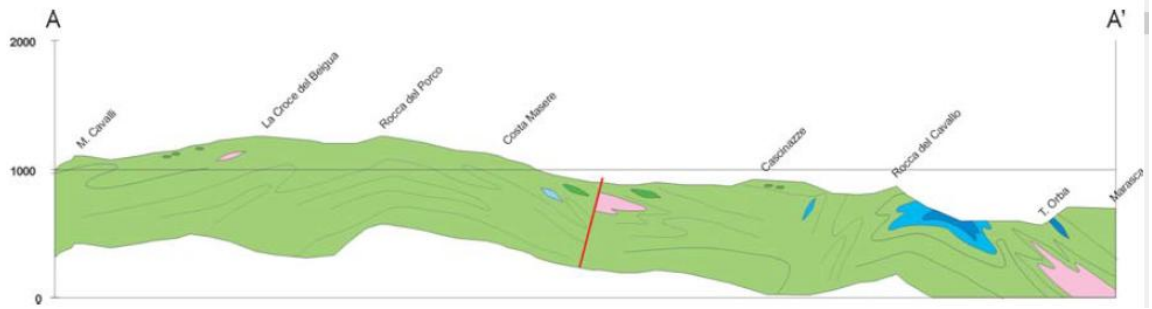


Figura 4: Geological map of Beigua-Alpicella Unit; cartografia, legenda e sezione interpretativa

Come è possibile osservare dalla documentazione riportata nella pagina precedente, l'ambito oggetto della pubblicazione è stato suddiviso in una serie di domini strutturali omogenei, dei quali quello rappresentativo ai fini della zona di intervento è denominato "I", e per il quale è stato riportato uno stereogramma strutturale sintetico.

Il tratto rappresentativo del profilo geologico è situato presso Costa Masere, in direzione di Cascinazze, dove la giacitura delle discontinuità tettoniche principali è disposta con immersione verso Nord-Est.

Attraverso un'analisi comparata degli aspetti tettonico-deformativi e petrografici, gli Autori propongono una ricostruzione della storia polifasica di deformazione metamorfica in termini di pressione-temperatura per le varie litofacies in affioramento, riassunta nel diagramma seguente.

E' possibile apprezzare una prima fase deformativa in facies "eclogitica", con successiva retrocessione in facies "scisti verdi"

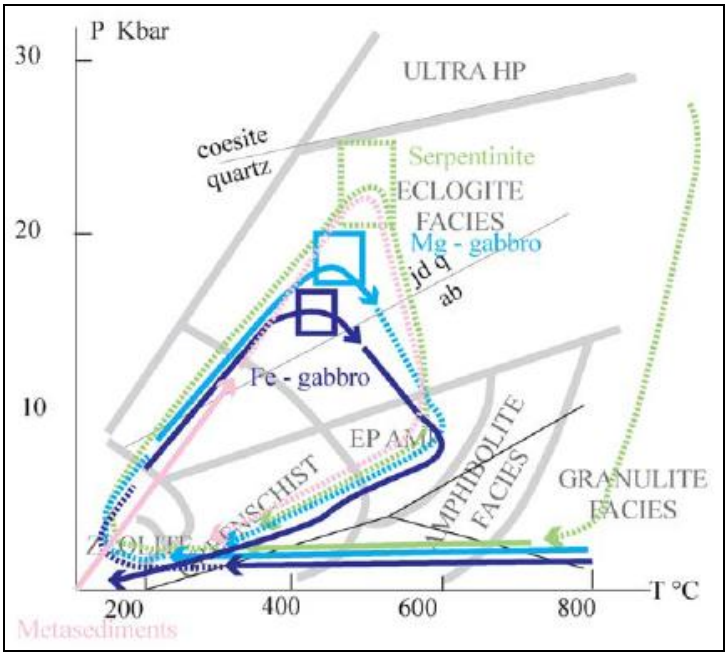


Figura 5: Ricostruzione dei percorsi metamorfici sulla base delle paragenesi studiate dagli Autori della pubblicazione "Geological map of Beigua-Alpicella Unit".

Altri Autori (Gianfranco Principi, Valerio Bortolotti, Marco Chiari, Luciano Cortesogno, Laura Gaggero, Marta Marcucci, Emilio Saccani and Benedetta Treves: "The pre-orogenic volcano-sedimentary covers of the western Tethys oceanic basin: a review"; in: Ofioliti, 2004, 29 (2), 177-211) propongono, nell'ambito di una più generale ricostruzione delle caratteristiche delle Ofioliti nel contesto della Tetide, la sequenza

stratigrafica caratteristica della zona del Beigua, rilevabile lungo il Rio Conca nei pressi di Veirera, e quindi dell'area in studio.

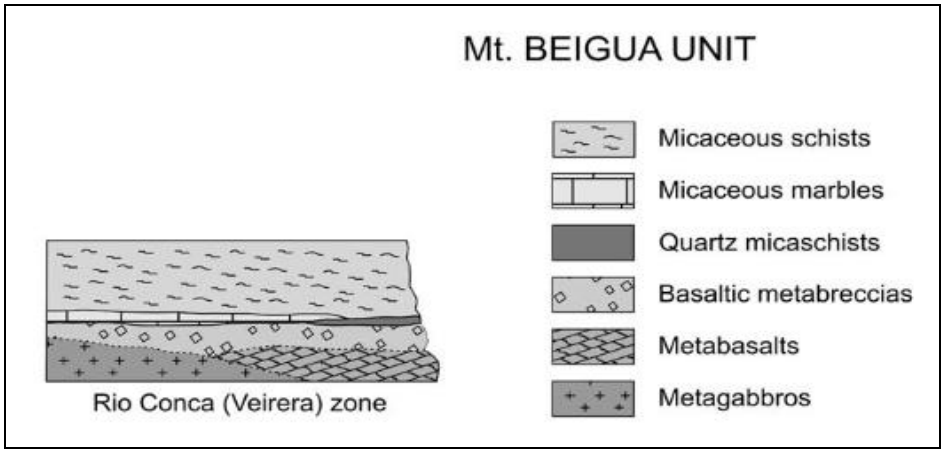


Figura 6: Ricostruzione della sequenza meta-ofiolitica caratteristica dell'Unità del Monte Beigua

4 ASSETTO GEOMORFOLOGICO

La consultazione dell' Inventario dei Fenomeni Franosi sc. 1:10000 - Progetto IFFI relativamente alla zona di intervento non ha posto in evidenza la presenza di processi di instabilità dei versanti in atto.

La consultazione della cartografia del PAI lungo l'area di intervento non riporta problematiche legate alla dinamica di versante, come riportato nella figura che segue.

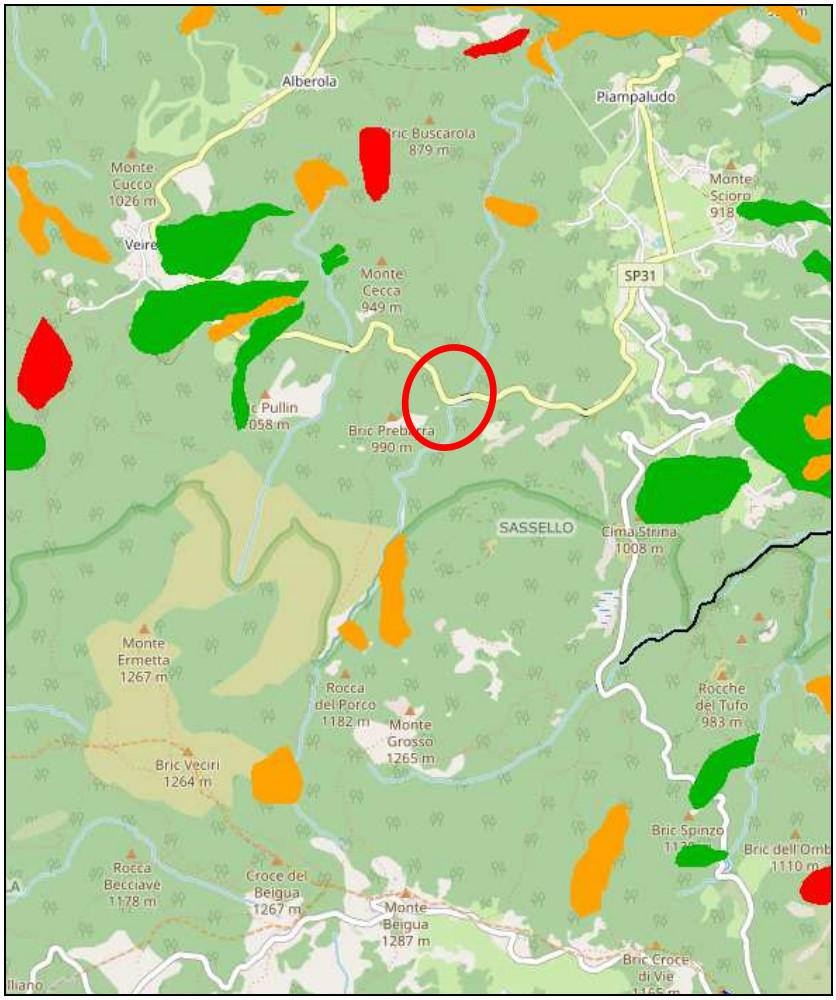


Figura 7: PAI Piano Assetto Idrogeologico del F. Po - Dissesti e Vincoli del settore in studio

Le forme di modellamento di versante caratteristiche del Geoparco del Monte Beigua sono riconoscibili circa 100 metri in sponda sinistra idrografica rispetto alla sezione del ponte, dove un "*block-stream*" lambisce la sede stradale provinciale.



Figura 8: Block-stream situato circa 100 metri in sponda sinistra del torrente, presso la curva della S.P.31

Da un punto di vista della dinamica torrentizia, un'analisi a meso-scala pone in evidenza un condizionamento di tipo strutturale esercitato da parte delle principali linee di discontinuità fragile del substrato roccioso nei confronti della linea di thalweg, che determina la giustapposizione di tratti ettometrici con orientazione anche di 90° l'uno rispetto all'altro, in adattamento alle caratteristiche locali di erodibilità delle litozone maggiormente deformate, cataclasate ed alterate.

In particolare, il tratto fluviale nella sezione dell'attuale ponte presenta un orientamento Sud-Nord, che fa seguito ad un tratto di parallelismo alla strada provinciale in direzione Ovest-Est, a monte del quale riprende la direzione di scorrimento Sud-Nord.

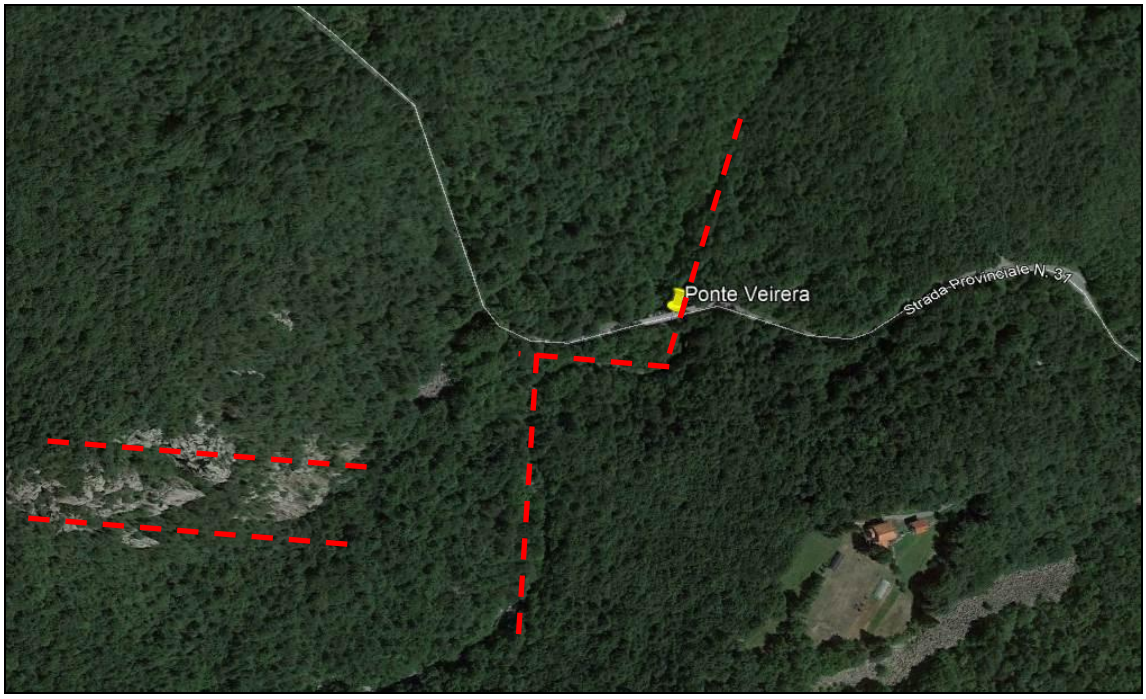


Figura 9: Influenza dell'orientazione delle linee di discontinuità del substrato sull'orientazione dell'asse del corso d'acqua

Lungo l'alveo si alternano:

- tratti ad evoluzione vincolata per la presenza di pareti rocciose
- tratti con evoluzione morfologica nel contesto di placche di depositi fluviali, localmente esposti a fenomeni di erosione laterale.

A fronte di un alveotipo prevalentemente unicursale incassato, sono presenti tratti con presenza di solchi di approfondimento secondario subparalleli all'alveo principale, come si osserva a monte del manufatto di attraversamento.

A testimonianza del carattere erosivo della corrente in piena sono presenti lunate di erosione spondale prossime al rilevato stradale, nel tratto situato circa 90 metri a monte in sponda sinistra.

Nel tratto in adiacenza al ponte oggetto degli interventi, la presenza di pareti rocciose si riscontra a monte e a valle della spalla destra idrografica. In particolare, nel tratto immediatamente a valle del ponte è presente una parete rocciosa con risalto verticale superiore alla decina di metri, impostata in roccia serpentinitica scistosa nella quale è riconoscibile una scistosità polifasica con sistema prevalente locale a reggipoggio (30°->60°).

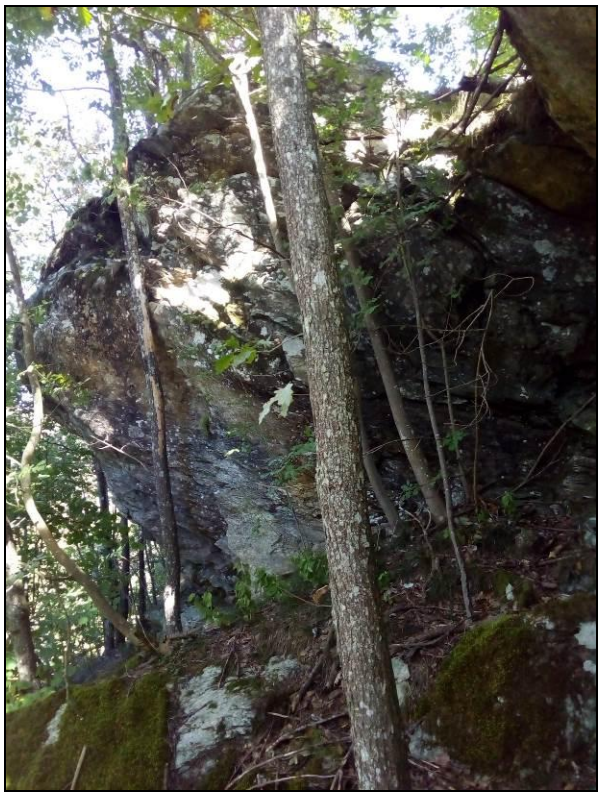


Figura 10: Parete rocciosa situata circa 10 metri a valle della spalla destra del ponte

Negli affioramenti a monte del ponte sono particolarmente evidenti sistemi di frattura dell'ammasso, a persistenza pluri-metrica, con giacitura 60°-> 85, sottolineati da fasce talco-argillose in forte contrasto morfologico negativo rispetto alla roccia incassante.



Figura 11: Particolari delle fasce cataclastiche pluri-decimetriche talco-argillose (affioramenti a monte del ponte in sponda destra idrografica).



Figura 12: Parete rocciosa situata circa 20 metri a monte della spalla destra del ponte esistente (boudin protolitico ultrabasico in posizione centrale)

5 INDAGINI GEOGNOSTICHE E SISMICHE

Per la definizione del modello geologico-geotecnico cui fare riferimento per le analisi progettuali è stata condotta, nella primavera 2018, una campagna di indagini sostanzialmente consistita:

- nella realizzazione di 2 sondaggi geognostici con esecuzione di prove geotecniche in foro;
- nella realizzazione di alcune prove di laboratorio su campioni rimaneggiati prelevati in occasione dei sondaggi;
- nell'esecuzione di alcune prospezioni sismiche mediante tecnica MASW

Alle suddette attività è stata affiancata una campagna di rilevamento geologico in sito.
Nei paragrafi che seguono vengono sinteticamente descritte le attività svolte ed i risultati ottenuti; per ulteriori dettagli si rimanda al *fascicolo delle indagini* contenente i certificati di prova.

5.1 Sondaggi geognostici

In corrispondenza del sito di interesse sono stati realizzati, nel ottobre 2018, due sondaggi geognostici finalizzati alla definizione dell'assetto litostratigrafico locale, con particolare riferimento alle spalle esistenti, ed alla caratterizzazione geotecnica dei litotipi presenti; durante le operazione di perforazione si è inoltre provveduto:

- all'esecuzione di alcune prove penetrometriche SPT in foro;
- al prelievo di alcuni campioni rimaneggiati.

Si riporta di seguito una sintesi dei risultati ottenuti:
Sondaggio S1: ubicato al margine della sede stradale (verso monte) in corrispondenza della spalla orografica destra; il sondaggio si estende sino ad una profondità di 15,0 m a partire dal piano stradale.
Le stratigrafia di sondaggio evidenzia, al di sotto della massicciata stradale, la presenza di blocchi serpentinitici mediamente resistenti immersi in scarsissima matrice limosa sino ad una profondità di circa 8,8 m; nell'ambito di tale livello viene evidenziato l'attraversamento di un livello di calcestruzzo (inglobante un tondino in ferro) con spessore di 60 cm tra le quote -5,8÷-6,2 m. Tali materiali costituiscono il corpo interno della spalla, che verosimilmente presenta una muratura perimetrale con spessore di circa 1 m, contenente materiale allocato alla rinfusa con scarsa cementazione, che si è peraltro venuta a deteriorare nel tempo. Al di sotto di tali materiali, riferibili alla struttura esistente, la stratigrafia riporta la presenza di un livello con potenza di circa 3,9 m

sostanzialmente costituito da clasti serpentinitici immersi in abbondante matrice a prevalenza talcosa. Dalla profondità di circa 12,7 m e sino al termine della perforazione viene rinvenuta la presenza di talcoscisti estremamente deboli. Tali livelli rappresentano verosimilmente un livello alterato del substrato, rappresentativo dei livelli più alterati compresi tra le bancate litoidi subverticali, peratro disturbato a scala locale dalle attività di perforazione.

Sondaggio S2: ubicato al margine della sede stradale (verso monte) in corrispondenza della spalla orografica sinistra; il sondaggio si estende sino ad una profondità di 17,0 m a partire dal piano stradale.

Le stratigrafia di sondaggio evidenzia, al di sotto della massicciata stradale, la presenza di blocchi serpentinitici mediamente resistenti immersi in una matrice limoso sabbiosa, poco addensata, sino ad una profondità di circa 7,8 m. Anche in questo caso tali materiali costituiscono il corpo interno della spalla, che verosimilmente presenta una muratura perimetrale con spessore di circa 1 m, contenente materiale allocato alla rinfusa con scarsa cementazione, che si è peraltro venuta a deteriorare nel tempo. Al di sotto di tali materiali, riferibili alla struttura esistente, la stratigrafia riporta, sino alla profondità di circa 15,0 m, la presenza di limi debolmente argilloso sabbiosi, inglobanti clasti serpentinitici di dimensioni variabili (max 12 – 15 cm); localmente la presenza di blocchi e ciottoli serpentinitici diviene prevalente rispetto alla matrice fine inglobante.

Dalla profondità di circa 16,0 m e sino al termine della perforazione viene rinvenuta la presenza di talcoscisti estremamente deboli, analoghi ai materiali di alterazione del substrato individuati con il sondaggio S1 e verosimilmente affetti da analoghe anomalie.

5.2 Prove geotecniche in sito

5.2.1 Prove penetrometriche dinamiche in foro (SPT)

Durante l'esecuzione dei sondaggi si è provveduto all'esecuzione di prove penetrometriche dinamiche in foro SPT, volte a ricavare utili informazioni per la caratterizzazione geotecnica dei litotipi presenti; tale tipologia di prova, specificatamente elaborata per terreni granulari (principalmente sabbiosi e ghiaiosi), consente di ottenere dati sulla consistenza e sul grado di addensamento dei terreni attraversati.

La prova è di tipo discontinuo e viene eseguita nel corso della perforazione a carotaggio continuo, interrompendo l'avanzamento del sondaggio ad intervalli regolari

o prestabiliti, e procedendo all'infissione, a partire dal fondo foro raggiunto, di una punta chiusa (PC) o in taluni casi aperta (PA) con dimensioni standard, collegata al piano campagna da una batteria di aste di dimensioni standardizzate.
La punta viene fatta penetrare nel terreno per una profondità di 45 cm a partire dalla quota di fondo foro (eventualmente ripulito tramite apposita manovra), rilevando il numero di colpi (N) necessari per la penetrazione di ciascun intervallo di 15 cm. Il valore di N_{SPT} è ottenuto sommando i colpi necessari per il 2° e 3° tratto.
La prova viene sospesa ogni qualvolta il numero di colpi N, per un tratto di 15 cm, supera il valore di 50, annotando in tal caso il rifiuto alla penetrazione e registrando l'infissione in centimetri ottenuta con 50 colpi.
Le due prove, condotte a diverse profondità in corrispondenza del sondaggio denominato S2, hanno registrato il rifiuto all'avanzamento; in ragione delle caratteristiche dei depositi individuati, i risultati ottenuti sono qualitativamente correlabili ad un elevato stato di addensamento / compattezza del deposito, i medesimi possono peraltro essere influenzati dalla puntuale presenza di clasti a pezzatura grossolana inglobati nella matrice costituente il deposito. Non si sono eseguiti ulteriori tentativi nell'ambito dei termini costituenti il substrato alterato, per i quali le risultanze erano evidentemente paragonabili.

5.3 Prove geotecniche di laboratorio

I materiali interessati dai sondaggi ed attribuibili alle porzioni destrutturate del substrato, per i livelli attraversati presentavano caratteristiche estremamente alterate ma non campionabili con le usuali tecniche adottate per i terreni, visto l'addensamento e le granulometrie in gioco.
Al termine delle operazioni di perforazione, sono stati selezionati comunque alcuni campioni rimaneggiati dalle carote di sondaggio, successivamente inviati a laboratorio qualificato per l'esecuzione delle analisi di caratterizzazione e prove geotecniche usualmente utilizzate per i terreni.
Nello specifico, sono state effettuate le seguenti determinazioni:

- determinazione del contenuto naturale in acqua (Umidità) w;
- determinazione del peso dell'unità di volume γ
- determinazione dei limiti di consistenza w_L e w_P e relativo indice di plasticità IP;
- prova di taglio diretto CD.
- prove di compressione triassiale non consolidate non drenate
- prove di consolidazione edometrica

Il dettaglio delle modalità di prova e dei risultati ottenuti è riportato nei certificati di prova allegati al *fascicolo delle indagini*, nelle tabelle seguenti si riporta una sintesi degli stessi.

I risultati ottenuti dalle prove non sono stati confortanti per una stima del comportamento geotecnico; va evidenziato infatti che i risultati ottenuti, ed in particolare i parametri di resistenza desumibili, appaiano sottostimati rispetto a quanto ipotizzabile in riferimento alle caratteristiche del deposito osservabili in sito e qualitativamente indagate mediante le prove geotecniche in sito condotte (SPT).

Tale aspetto è verosimilmente da ricondursi ad un significativo rimaneggiamento dei campioni che ha di fatto compromesso la struttura dei medesimi con conseguente decadimento delle caratteristiche di resistenza. Va peraltro evidenziato che i campioni erano comunque relativi alle porzioni più alterate del substrato interessate localmente dai sondaggi.

5.4 Indagine sismica con metodologia MASW

Al fine di indagare le caratteristiche sismiche dell'area di intervento è stata condotta, nel Novembre 2018, un indagine geofisica consistita nella realizzazione di 3 stendimenti sismici con metodologia MASW.

Gli stendimenti, realizzati secondo lo schema geometrico esemplificato nella figura seguente, hanno consentito di definire tre differenti profili di velocità delle onde sismiche di taglio (Vs).

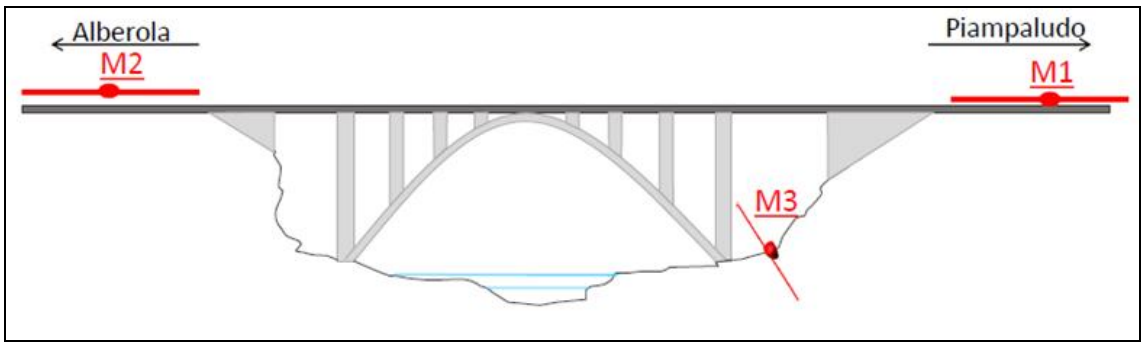


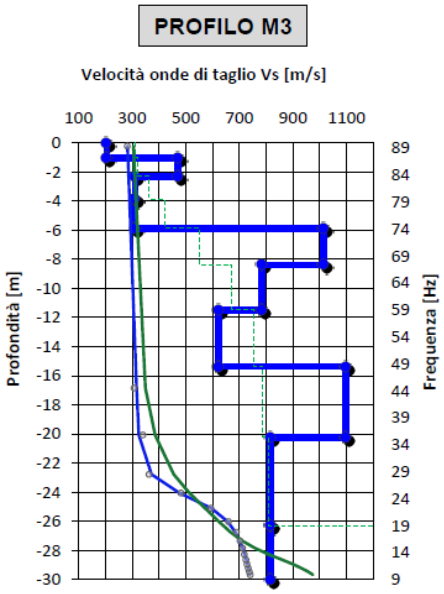
Figura 13: Schema esemplificativo dell'ubicazione degli stendi menti sismici realizzati.

Con specifico riferimento alle opere in progetto, ed in particolare alla collocazione delle medesime, i risutati più significativi per le problematiche di interesse possono ritenersi quelli relativi allo stendimento denominato M3 realizzato in corrispondenza di un settore sub pianeggiante individuato in fregio alla spalla destra del manufatto esistente, e quello relativo allo stendimento M2, relativo alla spnda sinistra; i medesimi sono stati

interpretati mediante un modello a strati secondo la procedura decritta nei certificati di prova riportati nel fascicolo delle indagini.

Il modello interpretativo M3, riportato nella figura seguente, evidenzia sino ad una profondità di circa 6 metri valori delle velocità delle onde di taglio Vs(5,9) ≈ 300 m/s; oltre si osserva un significativo incremento di Vs che, sino a profondità di circa 30 m, risultano mediamente superiori a 800 m/s.

Tale profilo di velocità è qualitativamente indicativo della presenza a profondità superiori a circa 6 m di un ammasso roccioso "integro", interpretabile come bed rock sismico, e riferibile al substrato metamorfico dell'area.

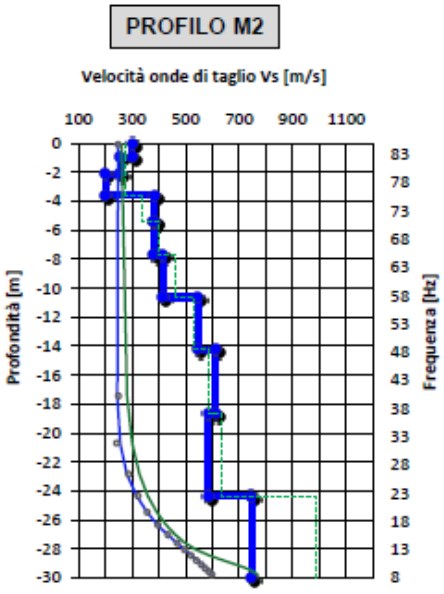


MODELLO A 10 STRATI M3			
Strato	da	a	Vs
1	0.0	-1.0	205
2	-1.0	-2.3	472
3	-2.3	-3.9	311
4	-3.9	-5.9	310
5	-5.9	-8.4	1015
6	-8.4	-11.5	783
7	-11.5	-15.4	622
8	-15.4	-20.2	1097
9	-20.2	-26.3	815
10	-26.3	-30.0	815
Vs(5.9 m)			306
CLASSE DI SUOLO			E

Figura 14: Stralcio modello interpretrativo delle risultanze delle indagini sismiche MASW (stendi mento M3).

Il modello interpretativo M2, riportato nella figura seguente, evidenzia sino ad una profondità di circa 4 metri valori delle velocità delle onde di taglio Vs <≈ 250 m/s; oltre si osserva un incremento di Vs che, sino a circa 10 m, risulta pari Vs ≈ 400 m/s, per passare, sino a circa 24 m, a valori pari Vs ≈ 600 m/s. A partire da tale quota e sino a 30 m i valori salgono a circa sino a profondità di circa 30 m, risultano mediamente superiori a 800 m/s.

Tale profilo di velocità è qualitativamente indicativo della presenza a profondità superiori a circa 6 m di un ammasso roccioso alterato, che raggiunge valori prossimi a quelli interpretabili come bed rock sismico a partire dai 24 m di profondità; tali quote sono da riferisi al piano stradale attuale, rispetto al quale è stato eseguito lo stendimento.



MODELLO A 10 STRATI M2			
Strato	da	a	Vs
1	0.0	-0.9	300
2	-0.9	-2.1	258
3	-2.1	-3.6	202
4	-3.6	-5.4	384
5	-5.4	-7.7	383
6	-7.7	-10.6	417
7	-10.6	-14.2	548
8	-14.2	-18.7	613
9	-18.7	-24.4	584
10	-24.4	-30.0	748
Vs30			**470**
CLASSE DI SUOLO			**B**

Figura 15: Stralcio modello interpretrativo delle risultanze delle indagini sismiche MASW (stendimento M2).

6 RILEVAMENTO GEOLOGICO DI DETTAGLIO

Con la finalità di individuare le caratteristiche geologiche primarie e le proprietà litotecniche dei terreni di fondazione del manufatto di attraversamento, è stato eseguito un rilievo geologico di dettaglio delle unità litologiche affioranti, che ha consentito di distinguere, in sintesi:

- In corrispondenza dell'immorsamento della spalla in sponda idrografica destra, la presenza di affioramenti diffusi del substrato metamorfico costituito da serpentiniti da massicce a scistose, con intercalazioni di talcoscisti fortemente argillificati, avvolgenti talora "boudin" di relitti metrici del protolite ultra-basico.
- In corrispondenza dell'immorsamento della spalla in sponda idrografica sinistra, l'assenza di affioramenti rocciosi, sostituiti dalla presenza di depositi eterogenei di origine detritico-torrentizia costituiti da grandi blocchi anche pluri-metrici angolati in matrice ghiaioso-sabbiosa.



Figura 16: Affioramento di serpentinoscisti e talcoscisti alla base della struttura di immorsamento alla base del ponte esistente in sponda destra idrografica.



Figura 17: Affioramento di depositi eterogenei detritici e torrentizi alla base della struttura di immorsamento alla base del ponte esistente in sponda sinistra idrografica.

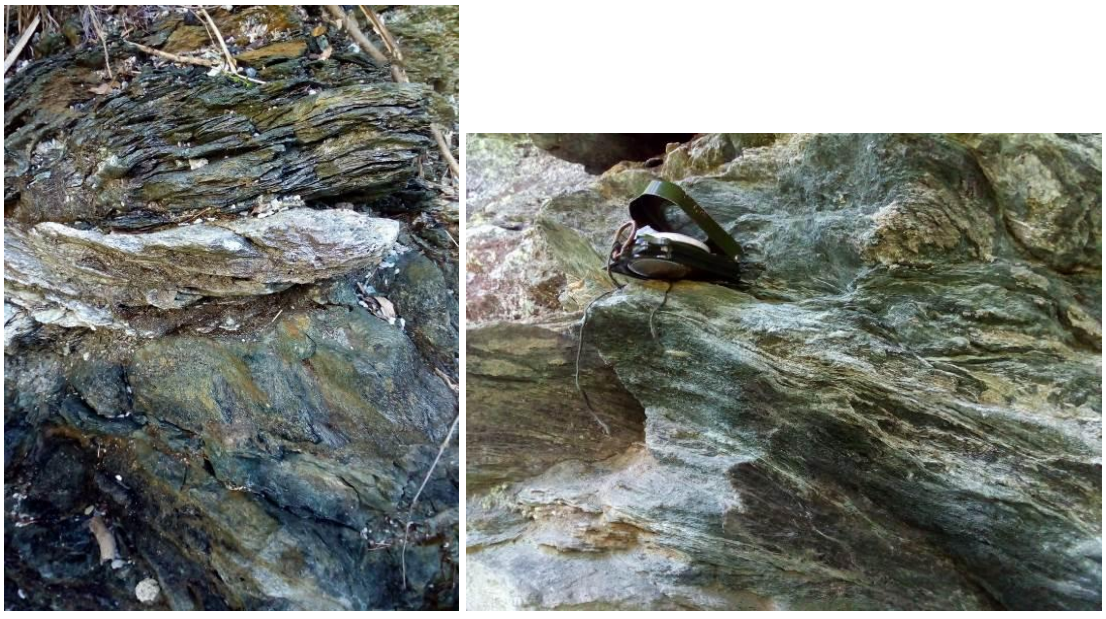


Figura 18: Litozona a talco-scisti (a sx.) e litozona con scisti serpentinitici (a dx.)

In relazione alle caratteristiche petrografiche e mineralogiche delle Pietre Verdi affioranti, si segnala la potenziale occorrenza naturale di fibre asbestiformi. Per cui sarà necessario prevedere in tal senso la determinazione quantitativa di questa

occorrenza, mediante specifiche analisi geo-petrografiche, per verificare la necessità (o meno) di adottare, in funzione dei risultati ottenuti, specifiche procedure operative per la gestione del rischio amianto e delle misure di prevenzione e protezione durante il processo dallo scavo alla destinazione finale, in condizioni di sicurezza per il cantiere.

7 ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO LOCALE

Con riferimento al volume significativo per le opere in progetto il rilevamento geologico e le indagini geognostiche condotte hanno permesso di delineare l'assetto litostratigrafico descritto nel seguito.

Sponda idrografica destra

Lungo la sponda idrografica destra l'ammasso roccioso si trova in condizioni di affioramento, o sub affioramento. Il medesimo risulta costituito da serpentiniti da massicce a scistose, con intercalazioni di talcoscisti fortemente alterati. Le indagini geofisiche condotte collocano il bedrock sismico a profondità di circa 6 metri dal p.c. attuale, ovvero circa 4 metri al di sotto del piano di imposta delle fondazioni previste in progetto; a partire da tale profondità è verosimile ipotizzare la presenza dell'ammasso roccioso con migliori caratteristiche.

Sponda idrografica sinistra

In corrispondenza della sponda idrografica sinistra, il sondaggio S2 realizzato a partire dall'attuale piano stradale individua, al di sotto dei materiali riferibili alla spalla del manufatto esistente, un livello di depositi sciolti costituito da una matrice limoso-sabbioso-ghiaosa inglobante ciottoli, a tratti blocchi, prevalentemente serpentinitici. Tale livello esteso sino alla profondità di circa 10 - 16 m dal piano stradale, ovvero circa 0 - 6 metri al di sotto del piano di imposta delle fondazioni previste in progetto, è verosimilmente da riferire ad i depositi di copertura dell'area. Al di sotto viene individuata la presenza di talco scisti, alterati nella porzione superficiale e verosimilmente interpretabili come il livello superficiale del substrato metamorfico che contraddistingue l'area. Le indagini geofisiche individuano tale livello sino ad una profondità di circa 24 m dal piano stradale.

8 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

8.1 Definizione delle unità geotecniche

Con riferimento a quanto sopra esposto, nel seguito vengono caratterizzate due unità geotecniche principali:

- la prima Unità Geotecnica (nel seguito UG I) è rappresentativa dei depositi di copertura dell'area; trattasi di depositi fortemente eterogenei, di origine eluviale, per lo più costituiti da clasti di pezzatura variabile immersi in una matrice prevalentemente limoso-sabbioso-ghiaioisa. A livello locale, ovvero lungo le sponde del corso d'acqua, la matrice diviene prevalentemente sabbioso-ghiaiosa ed ingloba ciottoli di dimensioni anche rilevanti sino a blocchi eterometrici; in tal caso la natura dei depositi è di origine detritico-torrentizia.
- la seconda Unità Geotecnica (nel seguito UG II) è rappresentativa del substrato metamorfico dell'area; questo risulta costituito da serpentiniti da massicce a scistose, con intercalazioni di talcoscisti fortemente alterati, con presenta di porzioni alterate.

Relativamente alle caratteristiche dei materiali individuati, per le caratterizzazioni esposte ai paragrafi seguenti si è fatto riferimento alle indicazioni della bibliografia tematica disponibile tarate sui risultati delle indagini e prove eseguite per il sito specifico.

Si evidenzia per altro che, la campagna di indagine geognostica, pianificata e condotta a supporto del progetto di consolidamento del manufatto esistente inizialmente previsto, ha interessato solo parzialmente i terreni e le rocce interagenti con le strutture di fondazione indirette previste nell'ipotesi successiva di ricostruzione del manufatto.
Vista l'impossibilità di integrare tali indagini per le tempistiche imposte dalla natura del finanziamento (necessità indicata dalla Committenza), si ritiene necessaria, congruentemente con le indicazioni normative, la realizzazione preventiva di micropali di prova, finalizzati a validare ed ottimizzare il funzionamento previsto per le fondazioni indirette alla luce delle informazioni attualmente disponibili.

8.2 Unità I – Coltre di copertura

La coltre di copertura è costituta da clasti di dimensioni variabili inglobati in una matrice prevalentemente limoso-ghiaoisa, localmente sabbioso-ghiaiosa. Il deposito si caratterizza per una struttura a supporto di matrice “matrix supported”, localmente a supporto di clasti “clast supported”, fortemente condizionata dalla natura formazionale del medesimo.
In tale tipologia di depositi il prelievo di campioni rappresentativi del comportamento d’ammasso risulta generalmente problematica e, conseguentemente, le usuali prove geotecniche di laboratorio potrebbero condurre a risultati poco attendibili. D’altro canto, i risultati di prove geotecniche in sito quali ad esempio le prove SPT condotte, sebbene possono risultare influenzati da condizioni puntuali che possono verificarsi in corrispondenza della prova, consentono di ottenere informazioni qualitative e quantitative sulle caratteristiche del deposito e sul grado di addensamento del medesimo.
In tal senso, la caratterizzazione geotecnica dell’ UL I verrà condotta con riferimento alle indicazioni di letteratura tarate sui risultati delle prove in sito condotte.

Con riferimento alle informazioni disponibili, secondo la classificazione del sistema unificato statunitense, i materiali costituenti prevalentemente la matrice di questa unità possono essere classificati con le sigle SM e GM.
I risultati delle prove SPT condotte, esposti e commentati in precedenza, sono verosimilmente correlabili ad un medio-alto addensamento/compattezza del deposito.

In conclusione, in riferimento a quanto sin qui esposto, per l’UL I è possibile definire i seguenti range di variazione dei parametri geotecnici:

- peso di volume	γ	=	18÷20 kN/m^3
- coesione drenata	c'	=	0÷5 kPa
- angolo di resistenza al taglio di picco	ϕ'_p	=	36÷40 °
- angolo di resistenza al taglio a volume costante	ϕ'_{cv}	=	32÷36 °

Per quanto riguarda la valutazione della capacità portante delle fondazioni indirette previste in progetto è possibile fare riferimento alla portata limite per aderenza laterale valutata secondo la teoria di Bustamante & Doix (1985) secondo cui

$$\tau_{lim} = \pi \cdot \alpha \cdot D_p \cdot q_s \cdot L_c$$

con:

D_p = diametro della perforazione;

q_s = aderenza limite bulbo – terreno;

L_c = lunghezza del bulbo;

α = rapporto tra diametro medio del bulbo e diametro di perforazione

(funzione del tipo di terreno e della metodologia di iniezione)

Con riferimento agli abachi proposti dagli autori, riportati nella figura seguente, in ragione di un addensamento medio del deposito, cautelativamente ipotizzabile sulla base delle risultanze delle prove SPT condotte nell'ambito di tale unità, si ritiene ragionevole assumere un valore di aderenza limite bulbo-terreno (q_s) pari a circa 150 kPa.

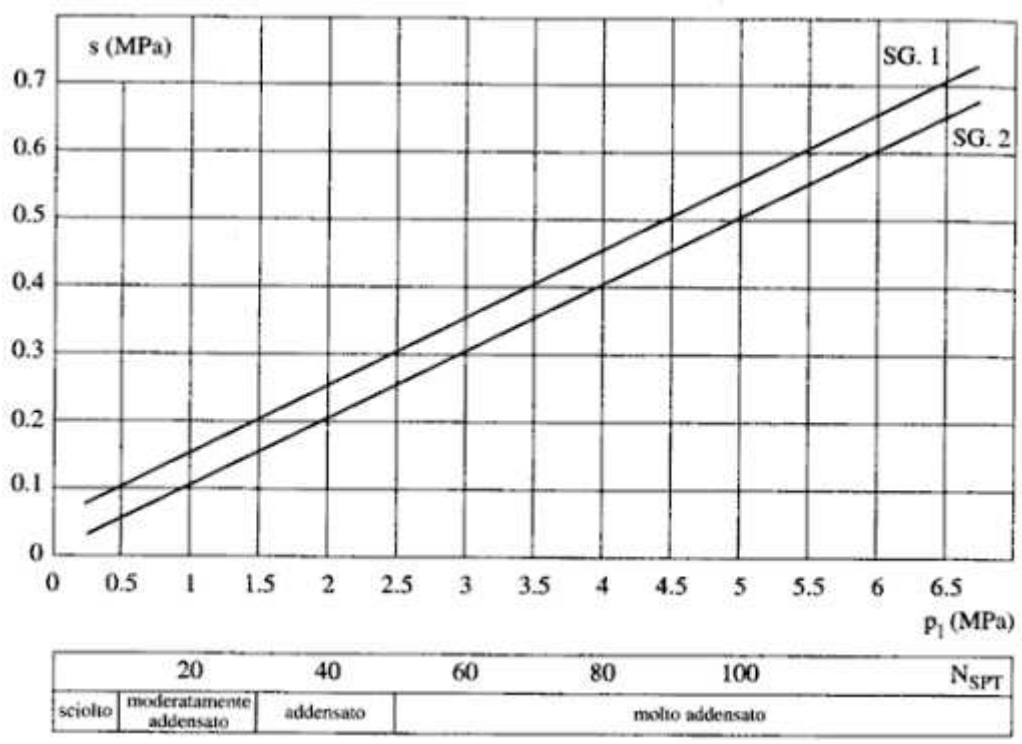


Figura 19: Abaco per il calcolo dell'aderenza limite bulbo-terreno per sabbie e ghiaie (Bustamante & Doix,1985)

8.3 Unità II – Substrato roccioso metamorfico

Le analisi condotte, in accordo a quanto sopra, hanno evidenziato che il substrato dell'area è rappresentato da un ammasso roccioso di origine metamorfica; litologicamente il medesimo è costituito da serpentiniti da massicce a scistose, con intercalazioni di talcoscisti fortemente alterati.

In generale l'ammasso roccioso è definibile come una struttura composta da matrice rocciosa intatta separata da zone di discontinuità, cioè da zone di minore resistenza, aventi due dimensioni nettamente prevalenti sulla terza.

Lo scopo della caratterizzazione geomeccanica è quello di sviluppare un modello dell'ammasso roccioso in sito, attraverso la definizione di parametri geometrici e geomeccanici, ed individuare eventuali dettagli geo-strutturali che possono influenzare il comportamento dell'ammasso pensato come insieme di blocchi e di discontinuità.

In tal senso la caratterizzazione geomeccanica può essere fatta seguendo due vie differenti, cioè trattando l'ammasso come un mezzo "discontinuo" a comportamento strettamente anisotropo, oppure facendo ricorso alla modellazione dell'ammasso come mezzo "continuo" a comportamento ragionevolmente assimilabile a quello di un mezzo isotropo.

La validità di un tipo di caratterizzazione rispetto all'altra è funzione essenzialmente di due fattori interconnessi che sono:

- l'intensità della fratturazione e/o lo stato di alterazione,
- la scala del problema trattato, ovvero il volume di roccia che viene interessato dall'effetto del disturbo esterno o quello del quale viene analizzata la stabilità.

Il concetto sopra esposto è meglio chiarito dall'esame della successiva figura, la quale evidenzia come, in funzione della scala dell'intervento da eseguire nell'ammasso in cui è presente una serie di famiglie di discontinuità, il comportamento meccanico dell'ammasso stesso passa da strettamente isotropo (roccia intatta) a strettamente anisotropo (roccia giuntata) ad un comportamento assimilabile, con discreta approssimazione, nuovamente a quello di un mezzo isotropo (ammasso roccioso intensamente fratturato).

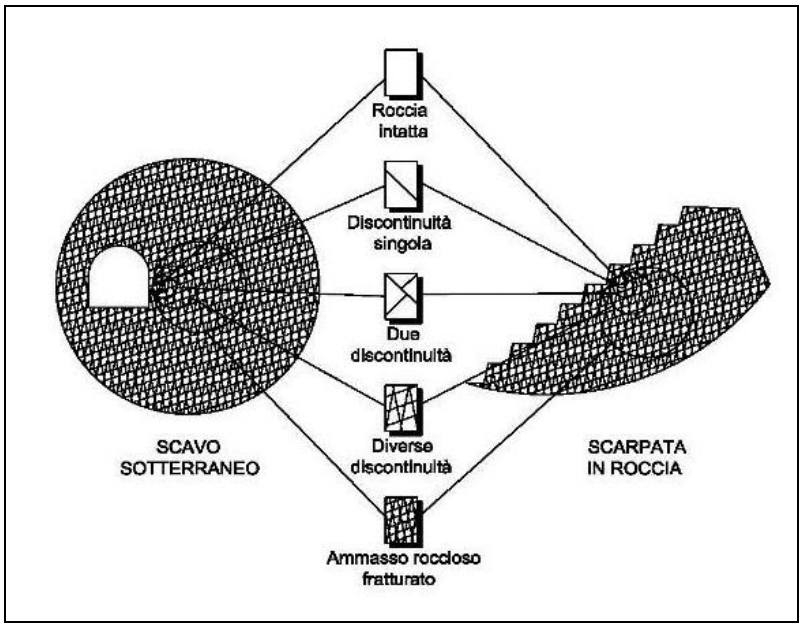


Figura 20: Influenza della scala del problema sul comportamento dell'ammasso roccioso.

Nel caso in esame, con riferimento alle problematiche di interesse per le opere in progetto ed alle caratteristiche geostrutturali dell'ammasso individuate, è possibile ipotizzare un comportamento "isotropo" del medesimo.

In tal senso la caratterizzazione dell'ammasso sarà condotta mediante l'impiego del criterio di rottura di Hoek e Brown (2002), secondo quanto descritto nel seguito.

8.3.1 Criterio di rottura di Hoek e Brown (2002)

Secondo gli Autori il criterio di rottura di un ammasso roccioso è espresso dalla seguente espressione:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci}\left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s\right)^a,$$

dove:

σ'_1 e σ'_3 sono lo sforzo efficace massimo e minimo a rottura;

σ'_{ci} è la resistenza a compressione uni assiale della roccia intatta;

m_b è il valore ridotto del parametro m_i proprio della roccia intatta, dato dalla seguente espressione:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right),$$

m_i è un parametro tabulato da Hoek in funzione della litologia della roccia e derivato da

una raccolta di dati sperimentali che ha coinvolto tutta la comunità scientifica per un lungo periodo di tempo;

s ed a sono costanti che dipendono dalle caratteristiche dell'ammasso, date dalle seguenti espressioni:

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right),$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right),$$

dove:

D è un fattore che tiene conto del grado di disturbo subito dall'ammasso in seguito a pregresse operazioni di scavo, variabile tra 0 (ammasso indisturbato) e 1 (ammasso fortemente disturbato);

GSI è il Geological Strength Index, arbitrariamente assegnato all'ammasso in funzione della struttura dell'ammasso e delle condizioni delle discontinuità.

Lo sforzo di compressione uniassiale si ottiene ponendo $\sigma'_3 = 0$ nella formula generale:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} . s^a,$$

lo sforzo di trazione è ottenuto ponendo $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_t$ nella relazione generale in quanto gli Autori hanno dimostrato che, per materiali rocciosi, σ_t uniassiale è uguale a σ_t biassiale:

$$\sigma_t = -\frac{s\sigma_{ci}}{m_b}.$$

Determinazione del GSI

Il GSI nella sua formulazione più recente vede la sua valutazione affidata all'utilizzo di un semplice grafico dove le caratteristiche strutturali dell'ammasso in termini di grado di fratturazione e disturbo tettonico sono intercorrelate con le caratteristiche della superficie delle discontinuità in termini di rugosità, alterazione e riempimento delle fratture. Tale intercorrelazione permette di assegnare il valore di progetto del GSI.

L'assunzione di base del sistema è che l'ammasso si comporta in maniera isotropa. In sintesi si ritiene che il comportamento sia controllato dai movimenti e dalla rotazione degli elementi di roccia separati fra loro dalle caratteristiche strutturali che riflettono la storia geologica dell'ammasso, quali piani si stratificazione e fratture ausiliarie, e quindi non vi è una direzione preferenziale di rottura.

Si segnala inoltre che le caratteristiche petrografiche di qualsiasi roccia possono portare all'eliminazione automatica di alcune delle combinazioni esistenti nel grafico di GSI e quindi nella sua determinazione deve essere sufficientemente preciso anche l'aspetto geologico dell'ammasso. Per facilitare l'utilizzo della carta generale, Marinos e Hoek (2000) propongono delle carte per vari tipi di rocce più facilmente riscontrabili in natura ed in cui è indicato il più probabile campo di appartenenza del valore di GSI.

Nel caso in esame, con riferimento alle caratteristiche dell'ammasso roccioso osservabili in corrispondenza degli affioramenti localmente individuati, si ritiene ragionevole fare riferimento ad un valore di GSI=20÷30. È per altro verosimile ipotizzare un significativo miglioramento delle caratteristiche dell'ammasso entro le profondità di interesse per le opere in progetto, come qualitativamente evidenziato dalle risultanze delle indagini geofisiche condotte.

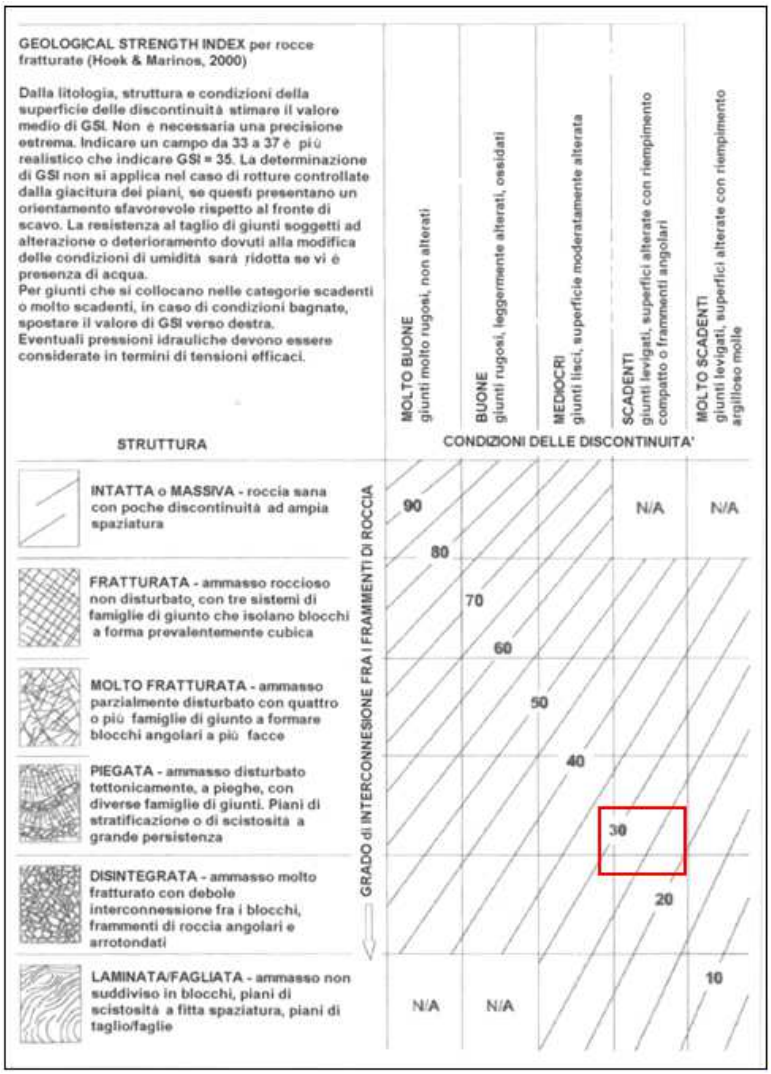


Figura 21: Carta per l'attribuzione del valore di GSI all'ammasso roccioso (HoeK & Marinos, 2000)

Sulla scorta delle indicazioni medie di letteratura ed in riferimento alle caratteristiche osservate in sito, vengono ipotizzati i seguenti parametri caratteristici:

- peso di volume ammasso roccioso γ = 24 ÷ 25 kN/m^3
- res. a comp. monoax. roccia intatta σ_{ci} = 35 ÷ 40 MPa
- parametro m_i = 8 ÷ 10
- parametro GSI GSI = 20 ÷ 30
- parametro m_b = 0,459 ÷ 0,821
- parametro s = 0,0001 ÷ 0,0004
- parametro a = 0,544 ÷ 0,522
- res. a comp. monoax. ammasso roccioso σ_c = 0,28 ÷ 0,69 MPa
- res. a trazione. ammasso roccioso σ_t = 0,01 ÷ 0,02 MPa

Qualora per necessità di analisi si volesse far ricorso al più semplice e noto criterio di rottura di Mohr Coulomb, è possibile procedere ad una linearizzazione dell'inviluppo di Hoek & Brown in corrispondenza degli stati tensionali di interesse per il problema in analisi; in tal caso è possibile fare riferimento alle seguenti espressioni:

$$\phi' = \sin^{-1}\left[\frac{6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a)+6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}\right],$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}\left[(1+2a)s+(1-a)m_b\sigma'_{3n}\right](s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1+\left(6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}\right)/\left((1+a)(2+a)\right)}}.$$

dove:

$\sigma_{3n} = \sigma'_{3\max}/\sigma_{ci}$

Per quanto riguarda la valutazione della capacità portante delle fondazioni indirette previste in progetto è possibile fare riferimento alla portata limite per aderenza laterale valutata secondo la teoria di Bustamante & Doix (1985) secondo cui

$$\tau_{lim} = \pi \cdot \alpha \cdot D_p \cdot q_s \cdot L_c$$

con:

D_p = diametro della perforazione;

q_s = aderenza limite bulbo – terreno;

L_c = lunghezza del bulbo;

α = rapporto tra diametro medio del bulbo e diametro di perforazione

(funzione del tipo di terreno e della metodologia di iniezione)

Con riferimento agli abachi proposti degli autori, riportati nella figura seguente, ed alle caratteristiche ipotizzabili per l'ammaso roccioso, si ritiene ragionevole assumere un valore di aderenza limite bulbo-terreno (q_s) pari a circa 300÷400 kPa.

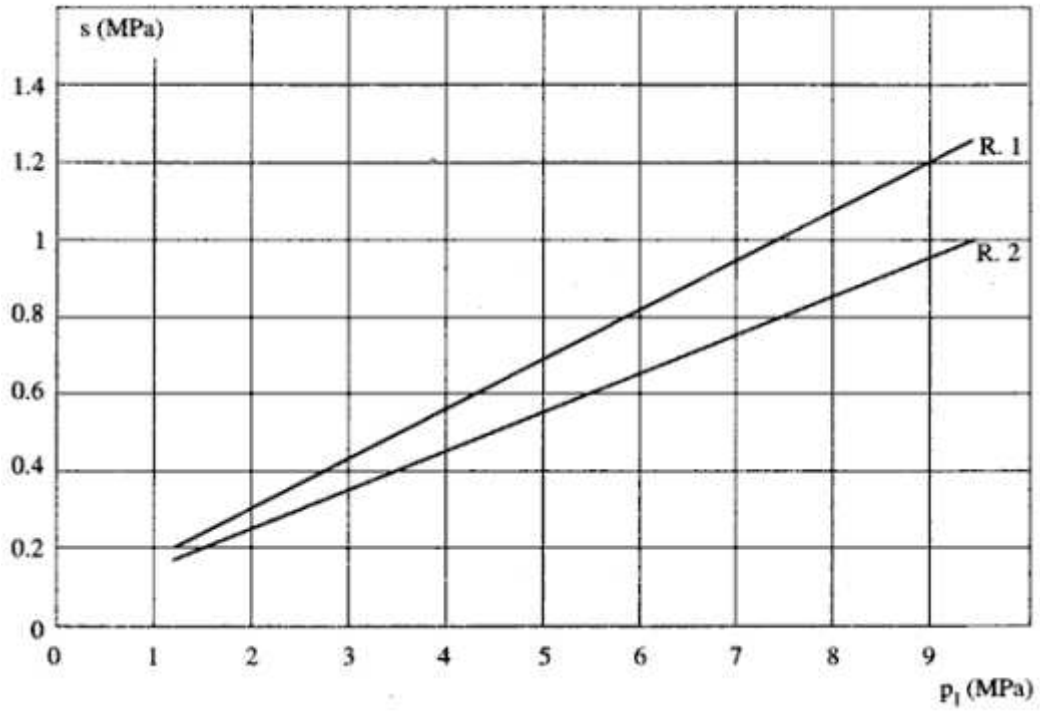


Figura 22: Abaco per il calcolo dell'aderenza limite bulbo-terreno per rocce alterate e fratturate (Bustamante & Doix,1985)

Per le porzioni alterate superficiali si potrà cautelativamente ricorrere a valori pari a circa il 50 % dei valori indicati sopra.

In accordo alle indicazioni di letteratura, al suddetto contributo per aderenza laterale, nella valutazione della capacità portante di pali di fondazione, può aggiungersi un contributo connesso alla resistenza di base, generalmente quantificabile in circa il 5÷15 % del contributo per aderenza laterale.

9 ASPETTI SISMICI

9.1 Intensità macrosimica e sismicità storica dell'area

Per quanto riguarda l'attività macrosismica dell'area in esame alcune considerazione di carattere generale possono farsi sulla base delle mappe delle massime intensità macrosismiche osservate nei Comuni Italiani, elaborate per conto del Dipartimento della Protezione Civile da Molin et al. nel 1996.

Tali mappe, elaborate a partire dai dati collezionati nella banca dati macrosismici del GNDT e dai dati del Catalogo dei Forti Terremoti in Italia di ING/SGA, associano ad ogni Comune un valore di intensità massima osservata oppure "ponderata", espresso in una delle cinque classi seguenti: ≤ 6, 7, 8, 9, ≥10 della scala Mercalli-Cancani-Sieberg (MCS):

Grado	Scossa	Descrizione
I	impercettibile	Avvertita solo dagli strumenti sismici.
II	molto leggera	Avvertita solo da qualche persona in opportune condizioni.
III	leggera	Avvertita da poche persone. Oscillano oggetti appesi con vibrazioni simili a quelle del passaggio di un'automobile.
IV	moderata	Avvertita da molte persone; tremito di infissi e cristalli, e leggere oscillazioni di oggetti appesi.
V	piuttosto forte	Avvertita anche da persone addormentate; caduta di oggetti.
VI	forte	Qualche leggera lesione negli edifici e finestre in frantumi.
VII	molto forte	Caduta di fumaioli, lesioni negli edifici.
VIII	rovinosa	Rovina parziale di qualche edificio; qualche vittima isolata.
IX	distruttiva	Rovina totale di alcuni edifici e gravi lesioni in molti altri; vittime umane sparse ma non numerose.
X	completamente distruttiva	Rovina di molti edifici; molte vittime umane; crepacci nel suolo.
XI	catastrofica	Distruzione di agglomerati urbani; moltissime vittime; crepacci e frane nel suolo; maremoto.
XII	apocalittica	Distruzione di ogni manufatto; pochi superstiti; sconvolgimento del suolo; maremoto distruttivo.

I valori intermedi sono stati associati alla classe superiore (es.: 6/7 è stato considerato equivalente a 7); questa scelta, unitamente a quella di associare all'intero territorio comunale il valore massimo di intensità osservata in almeno una località appartenente al Comune stesso e di assegnare un valore "ponderato" nei casi in cui il record storico è molto incompleto, determina una rappresentazione tendenzialmente "pessimista" degli effetti dei terremoti del passato.

Per l'area di interesse la mappa relativa al territorio Ligure, riportata nella figura seguente, indica un intensità massima osservata non superiore al VI grado della scala MCS.

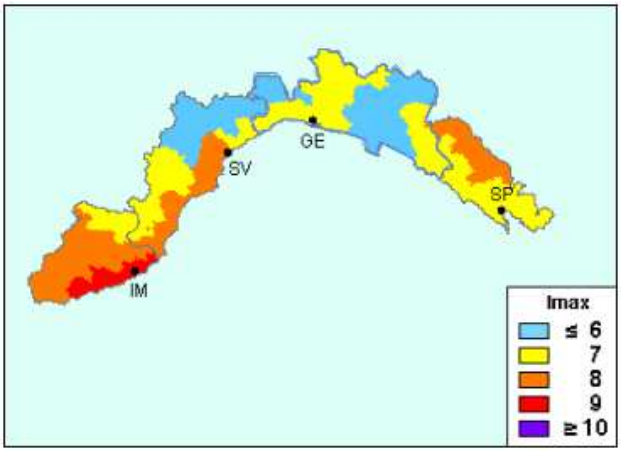


Figura 23: Massime intensità macrosismiche osservate nella Regione Liguria (carta elaborata da D. Molin, M. Stucchi e G. Valensise per conto del Dipartimento della Protezione Civile, 1996)

Indicazioni di maggior dettaglio circa l'attività macrosismica del territorio in esame possono trarsi dall'analisi della sismicità storica del medesimo; a tale scopo sono stati consultati i dati contenuti nel Database Macrosismico Italiano (DBMI15) e nel Catalogo Parametrico dei Terremoti italiani (CPTI15) (Locati et alii, 2016).

Il database fornisce un set di dati di intensità macrosismica relativo ai terremoti italiani nella finestra temporale 1000-2014.

Come si può notare dai dati contenuti nel CPTI15, sintetizzati nella figura seguente, la sismicità dell'area in esame può essere considerata modesta, sia per quanto riguarda l'attività sismica locale sia per quanto riguarda gli effetti percepiti connessi ad eventi verificatesi a maggiori distanze.

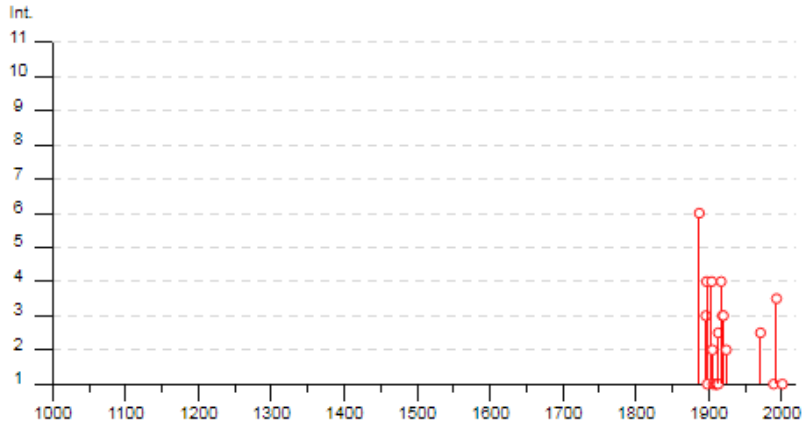


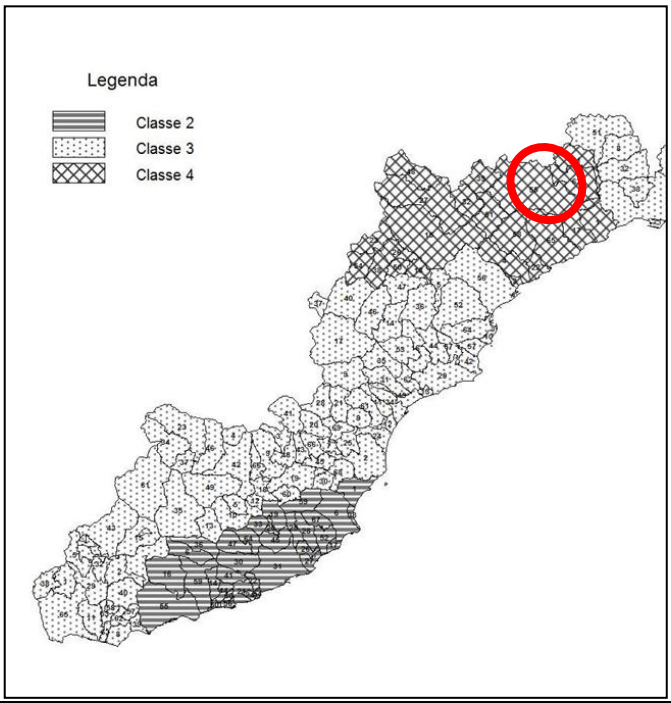
Figura 24: Storia sismica del Comune di Sassello, tratta dal Database Macrosismico Italiano DBM15 (Locati et alii, 2016)

Il database riporta nota dell'evento sismico verificatosi in Liguria Occidentale nel 1887, per il quale viene attribuito, per il territorio di Sassello, un grado VI MCS; per i restanti eventi sismici l'intensità macrosimica riportata per il territorio di interesse è inferiore al IV grado MCS ovvero al di sotto della soglia di danneggiamento, anche modesto, delle strutture.

9.2 Pericolosità sismica dell'area di intervento

9.2.1 Aspetti normativi

Per quanto riguarda l'aspetto sismico si rileva che il territorio di Sassello ai sensi della DGR n. 216 del 17 marzo 2017 "OPCM 3519/2006. Aggiornamento classificazione sismica del territorio della Regione Liguria è ricompreso nella zona sismica 4; si tratta quindi di un ambito a sismicità molto bassa.



ZONA 4 Pga = 0,05 g			
n° progress.	**nr. ID del Comune su mappa**	**Provincia**	**Comune**
19	55	SAVONA	SASSELLO

Figura 25 – Stralcio da "Classificazione sismica" Regione Liguria

9.2.2 Periodo di riferimento per l'azione sismica

La pericolosità sismica di un sito è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo, in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato. In accordo a quanto riportato in NTC-08, e richiamato nelle successive modifiche ed integrazioni NTC-18, tale lasso di tempo, espresso in anni, è denominato "periodo di riferimento per l'azione sismica" V_R; il medesimo, per ciascun tipo di costruzione, viene determinato moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Vita nominale di progetto

La vita nominale di una costruzione, così come definita al punto 2.4.1 del DM 17.1.2018, è intesa come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purchè soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. Essa è la durata alla quale deve farsi espresso riferimento in sede progettuale, in relazione alla durabilità delle costruzioni, nel dimensionare le strutture ed i particolari costruttivi, nella scelta dei materiali e delle eventuali applicazioni e misure protettive per garantire il mantenimento della resistenza e della funzionalità.

Per il caso in esame, in accordo a quanto previsto dal suddetto D.M relativamente alle *Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari*., si farà riferimento ad una vita nominale di progetto pari a V_N = 50 anni, come confermato dalle indicazioni della Committenza.

Tab. 2.4.I – *Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni*

	TIPI DI COSTRUZIONI	Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Coefficiente d'uso

Il DM 17.1.2018 attribuisce alle costruzioni, in funzione della loro destinazione d'uso e quindi delle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, diverse classi d'uso; a ciascuna classe corrisponde un coefficiente d'uso CU.

Nello specifico, con riferimento a quanto previsto dal suddetto D.M., l'opera in progetto si colloca nella *Classe II,* come confermato dalle indicazioni della Committenza:

Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

In definitiva per il caso in esame si assume:

- Vita Nominale V_N = 50 anni
- Classe d'uso C III C_U =1,0
- Periodo di riferimento V_R = 50 anni

9.2.3 Pericolosità sismica di base

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, sono stabilite a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Per pericolosità sismica di base si intende quella componente di pericolosità dovuta alle caratteristiche sismologiche dell'area (tipo, dimensioni e profondità delle sorgenti sismiche, energia e frequenza dei terremoti).

La pericolosità sismica di base fornisce, in termini probabilistici, per una certa regione e per un determinato periodo di tempo V_R, i valori corrispondenti a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} dei parametri che descrivono lo scuotimento prodotto dal terremoto.

Essa si riferisce a condizioni ideali di suolo roccioso affiorante e privo di irregolarità morfologiche (superficie topografica orizzontale) e fornisce le caratteristiche del terremoto di riferimento.

In accordo a quanto riportato in NTC08 e s.m.i, le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di interesse, o pericolosità sismica di base, vengono definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa $\mathbf{a_g}$ in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (categoria di sottosuolo **A**), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $\mathbf{S_c(T)}$, con riferimento a prefissate possibilità di eccedenza $\mathbf{P_{VR}}$ nel periodo di riferimento $\mathbf{V_R}$ ("Vita di riferimento").

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, definite dalla suddetta Norma, sono riportate nella successiva tabella:

Tabella 1: Stati limite e PVr.

Stati limite		PVr: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento Vr
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

dove:

SLO - Stato limite di operatività: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

SLD - Stato limite di danno: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature;

SLV - Stato limite di salvaguardia della vita: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

SLC - Stato limite ultimo di prevenzione del collasso: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Per ciascun stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R il periodo di ritorno dell'azione sismica viene valutato utilizzando la relazione:

$$T_R = - V_R / \ln (1- P_{V_R}) = - C_U V_N / \ln (1- P_{V_R})$$

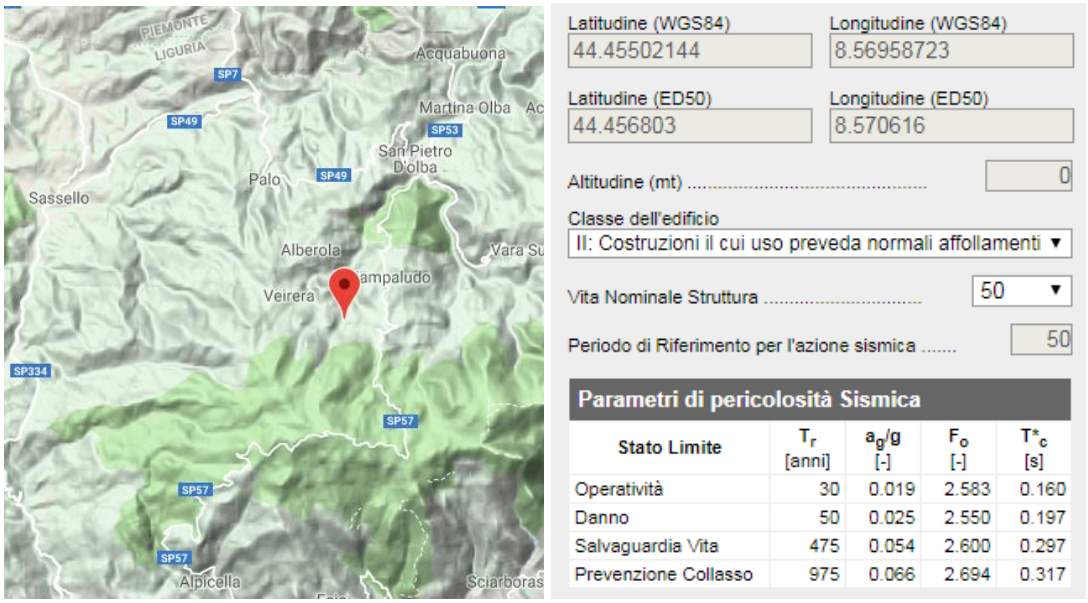
Nella tabella seguente si riporta il periodo di ritorno T_R, associato ad ogni stato limite, valutato assumendo, in accordo a quanto precedentemente esposto, un periodo di riferimento per l'azione sismica pari a V_R = 50 anni:

Stati limite		P_{VR}: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	T_R [anni]: Periodo di ritorno dell'azione sismica
Stati limite di esercizio	SLO	81%	30
	SLD	63%	50
Stati limite ultimi	SLV	10%	475
	SLC	5%	975

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- **a_g**: accelerazione orizzontale massima al sito,
- **F_o**: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
- **T_c^***: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale .

Nella tabella seguente si riportano, per il territorio comunale di Sassello, i suddetti parametri sismici di interesse per il periodo di ritorno T_R associato ad ogni Stato Limite:



Stato Limite	T_r [anni]	a_g/g [-]	F_o [-]	T^*_c [s]
Operatività	30	0.019	2.583	0.160
Danno	50	0.025	2.550	0.197
Salvaguardia Vita	475	0.054	2.600	0.297
Prevenzione Collasso	975	0.066	2.694	0.317

Figura 26: Valori dei parametri a_g, F_o, T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascun SL, relativi al comune di Sassello (SV), per V_R di 50 anni.

9.2.4 Effetti di sito

La pericolosità sismica di base e, di conseguenza, i parametri adottati per la definizione della medesima, sono determinati con riferimento a condizioni standard di suolo, ovvero substrato roccioso affiorante con superficie topografica orizzontale.
È noto che le caratteristiche dello scuotimento del terreno sono fortemente influenzate dalle condizioni geologiche, geomorfologiche e geotecniche locali che modificano, a volte in modo significativo, il moto sismico corrispondente alla pericolosità sismica di base; tali modificazioni sono note in letteratura come effetti di sito o alternativamente amplificazione/deamplificazione sismica locale.
Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto è per tanto necessario che l'azione sismica di base sia opportunamente modificata per tener conto dei suddetti effetti di sito.
A tal fine sarebbe a rigore necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante analisi che consentono di definire le variazione che il segnale sismico subisce, a causa delle caratteristiche geologiche dei depositi di terreno e delle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono.
Tuttavia, in assenza delle informazioni necessarie per condurre analisi specifiche, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili a specifiche categorie, definite al § 3.2.2 NTC-2018, è possibile valutare in modo approssimato l'influenza degli effetti di sito utilizzando metodi semplificati basati sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s.
Nel caso in esame la campagna di indagine condotta ha, tra l'altro, previsto l'esecuzione di specifiche indagini finalizzate alla definizione del profilo della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_S, ovvero alla determinazione della velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ cui fare riferimento per la classificazione sismica del sottosuolo; sono in particolari stati realizzati 3 stendimenti sismici tipo M.A.S.W., di cui due in corrispondenza dell'attuale viabilità provinciale ed un terzo in prossimità dell'imposta, lato destro idrografico, dell'attuale ponte.
I risultati ottenuti esposti nel dettaglio in allegato, hanno consentito di pervenire alla classificazione del sottosuolo riportata al paragrafo seguente.

9.2.4.1 Categoria di sottosuolo

L'applicazione della suddetta metodologia semplificata presuppone che il sottosuolo interessato dalle opere in progetto rientri in una delle categorie riportate nella seguente tabella:

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti,* caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti,* con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	*Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D,* con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Per la determinazione della velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ cui fare riferimento per la classificazione sismica del sottosuolo è possibile fare riferimento ai risultati della prove MASW appositamente eseguite; con riferimento alle problematiche di interesse, alle caratteristiche ed alla collocazione delle opere in progetto, si ritiene fare specifico riferimento alle risultanze della prova denominata M3 realizzata in prossimità dell'imposta, lato destro idrografico, dell'attuale ponte.
I risultati della medesima risultano indicano un valore del parametro Vs,eq ≈ 306 m/s valutato alla profondità di 5,9 m; con riferimento alla precedente tabella il sottosuolo di interesse è da ritenersi appartenente alla **categoria E.**

9.2.4.2 Condizioni topografiche

Come evidenziato nella circolare esplicativa n .617 del 02 febbraio 2009 *"la modifica delle caratteristiche del moto sismico per effetto della geometria superficiale del terreno va attribuita alla focalizzazione delle onde sismiche in prossimità della cresta dei rilievi a seguito dei fenomeni di riflessione delle onde sismiche ed all'interazione tra il campo*

d'onda incidente e quello diffratto. I fenomeni di amplificazione cresta-base aumentano in proporzione al rapporto tra l'altezza del rilievo e la sua larghezza".

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale.

Nel caso in esame il manufatto si colloca in un contesto riferibile alla **categoria T3** definita al par. 3.2.2 delle NTC-2018..

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°
T2	Pendii con inclinazione media i > 15°
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° ≤ i ≤ 30°
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30°

9.2.5 Azione sismica di riferimento

Secondo quanto previsto dalle NTC08 e s.m.i., l'azione sismica può essere descritta per mezzo dell'accelerazione orizzontale di picco attesa in superficie, definita dalla pericolosità sismica di base ed eventualmente modificata per tener conto degli effetti di sito.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accellerazione massima attesa al sito può essere valutata, per i diversi Stati Limite considerati ed i corrispondenti valori di accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido a_g, mediante l'espressione:

$$\mathbf{a_{max}} = a_g * S_s * S_T$$

dove:

- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido
- S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica
- S_T = coefficiente di amplificazione topografica

I suddetti coefficienti amplificativi da applicarsi per tener conto, seppur in maniera approssimata, degli effetti di sito possono essere valutati mediante le espressioni proposte nelle NTC18 e riportate nelle successive tabelle:

Tab. 3.2.IV – *Espressioni di S_S e di C_C*

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \le 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \le 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \le 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \le 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tab. 3.2.V – *Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T*

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4